

不规则钢筋混凝土异形柱框架结构的抗震性能*

唐 剑¹, 段朝程¹, 杨 溥²

(1. 江西科技师范学院 土木工程系, 江西南昌 330013; 2. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

摘要:按现行规范及技术规程设计了设防烈度为8度的一个不规则的钢筋混凝土异形柱框架结构,并进行了双向水平地震作用下的空间三维非线性地震反应分析,考查了异形柱框架结构在罕遇地震水准下的整体抗震性能,对结构能否达到抗震设防目标进行了初步评价。结果表明,8度区按规范设计的结构在罕遇烈度地震作用下基本能够达到预期的抗震设防目标。

关键词:异形柱; 钢筋混凝土框架结构; 非线性地震反应分析; 抗震性能

中图分类号:TU375.3 **文献标志码:**A **文章编号:**1006-7329(2007)04-0090-05

Seismic Performance of Regular RC Frame with Specially Shaped Columns

TANG Jian¹, DUAN Zhao-cheng¹, YANG Pu²

(1. Faculty of Civil Engineering, Jiangxi Science & Technology Normal University, Nanchang 330013, China; 2. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: According to the code and technical regulation, an irregular RC frame with specially shaped columns has been designed, which situated at the area of fortification intensity 8. Subsequently, the nonlinear dynamic analysis has been carried out for the structure by inputting ground motions in two directions. After summing up the calculation results, this paper has examined seismic performance of the structure under the rare seismic actions and given a primary evaluation on the structure to see if it could achieve the predetermined anti-seismic aims. It indicates that the structure designed according to the codes can achieve the predetermined anti-seismic aim under the rare earthquake.

Keywords: specially shaped column; RC frame; nonlinear seismic response analysis; anti-seismic performance

近年来,应工程实践的迫切需要,国内各有关单位对钢筋混凝土异形柱框架结构进行了大量的试验研究^[1~3]和理论分析工作。其中试验研究工作主要集中在异形柱构件和框架结构模型的振动台试验上,由于受到设备和经费的限制,进行系列的较大尺寸的整体结构动力或静力试验不现实。而理论分析上对异形柱结构整体空间非线性分析方法的研究不够深入,还没有一种能够较好反映钢筋混凝土异形柱结构主要受力特点并得到比较广泛认可的非线性分析手段和工具,结构的弹塑性变形无法实际操作,所设计的结构能否满足“大震不倒”的抗震设防要求还不清楚,因此开展对异形柱框架结构的非线性动力反应分析和整体抗震性能的研究,是十分必要的。

基于上述目的,采用基于有限单元柔度法的纤维模型梁柱单元,本文对不规则异形柱框架结构进行双

向水平地震作用下的三维非线性地震反应分析,并考察按照规范设计的不规则异形柱框架结构在罕遇地震水准下的抗震性能,对结构能否达到抗震设防目标进行初步的评价。

1 分析模型

1.1 结构方案与概况

依照《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)^[4]与《混凝土异形柱结构技术规程》(JGJ149-2006)^[5]设计了设防烈度为8度、II类场地的一个3跨×2跨,局部六层的异形柱框架结构,框架抗震等级为二级。结构的柱、梁、板均采用C30混凝土,板厚100mm,层高3m;结构基本周期为0.74s。构件配筋按SATWE结果进行设计,除底层4轴线处异形柱纵筋全为 $\phi 25$ 外,其它异形柱纵筋全为 $\phi 18$,所有柱中箍筋沿柱高全

* 收稿日期:2007-02-02

作者简介:唐 剑(1978-),男,江西南昌人,讲师,硕士,主要从事结构工程及防灾减灾工程研究。

长加密布置 $\phi 10@100$ 。梁截面为 200×500 mm,梁中 箍筋为 $\phi 8@100/200$ 。柱、梁结构布置及配筋如图 1。

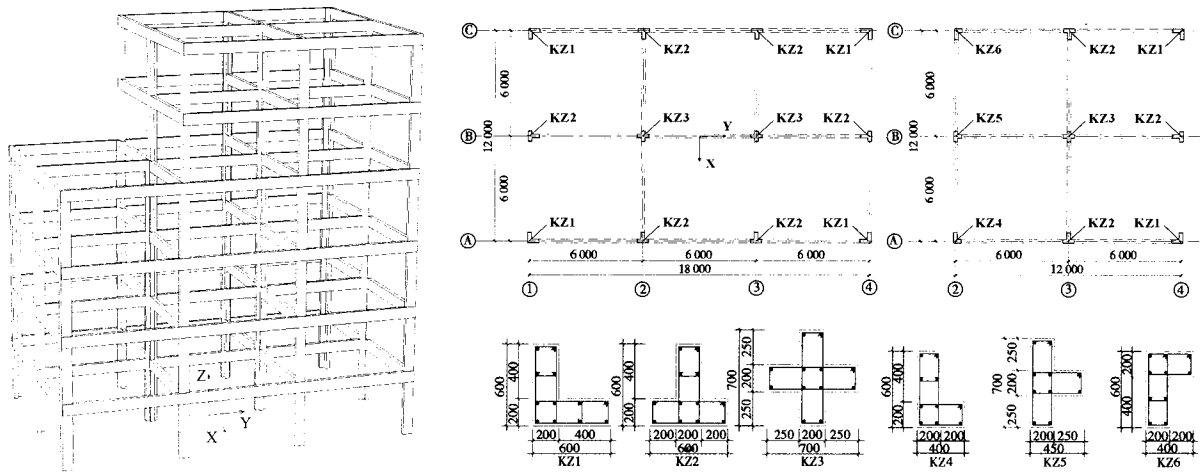


图 1 结构平、立面布置图及柱配筋图

2.2 结构弹性水平位移及轴压比的验算

结构的弹性水平变形在 SAP 中用振型分解反应谱法计算(考虑双向地震作用输入下的扭转反应)。结构在多遇地震作用下的最大水平弹性层间位移角为 $1/676(X$ 向)和 $1/915(Y$ 向),满足设计规范的要求 ($1/550$)。另外,在 X 方向上各楼层最大弹性水平层间位移与该层两端弹性水平层间位移平均值的比值如表 1。结果表明,该结构已经属于扭转不规则的范畴了。

表 1 结构各楼层最大弹性水平层间位移与该楼层两端弹性水平位移平均值的比值

层数	第 1 层	第 2 层	第 3 层	第 4 层	第 5 层	第 6 层
比值	1.19	1.20	1.21	1.22	1.18	1.17

L 形、T 形、十形柱轴压比分别为 0.33、0.50、0.59,均未超过规程对异形柱轴压比的限值 0.50、0.55、0.60。

2.3 非线性动力分析模型与方法

采用基于有限单元柔度法的纤维模型的梁柱单元编制的非线性动力分析程序(由重庆大学土木工程学院提供)。纤维模型梁柱单元即将梁柱单元截面离散化为若干纵向纤维,忽略剪切影响,认为每根纤维处于单向应力状态(可以在材料的单轴应力—应变关系中考虑箍筋横向约束影响),采用平截面假定,依据有限单元柔度法理论来建立梁柱单元刚度矩阵,再根据相应纤维材料的单轴应力—应变关系计算整个截面的力与变形的非线性关系。程序中钢筋采用了考虑等向应变硬化影响的本构模型;混凝土采用了修正的 Kent—Park 模型。该分析程序的分析效率和分析精度已在普通矩形柱构件和结构层次^[6]、异形柱构件层次^[7]上得到了验证。

2.4 地震动的选取与输入

按照双指标方案、“3+1”的地震波样本容量进行选波^[8],选取的地震动见表 2(其中 ACC10 为人工地震动)。采用 SAP2000 进行了振型分解反应谱分析和弹性动力时程分析,计算结果如表 2,表明选出的地震波能满足现行抗规范对结构底部剪力的要求。

表 2 结构弹性时程分析与振型分解反应谱分析所得底部剪力对比

输入的地震动记录	USA00641	USA02581	IND00364	ACC10
振型分解反应谱法所得的结构底部剪力/kN		446		
弹性时程分析所得的结构底部剪力/kN	351	529	423	436
比值	0.79	1.19	0.95	0.98
平均比值		0.98		

由于结构平面布置不规则,分别沿 X 方向输入所选地震波, Y 方向输入所选地震波在另一个方向上的水平分量,同时 X 、 Y 方向的幅值之比为 $1:0.85$ 。

3 罕遇地震作用下结构反应结果分析

本文在进行结构的非线性反应分析时,由结构整体的表现(如层间位移角、层扭转角),进而到单个构件的状态(如截面的弯矩—曲率关系、纤维的应力应变)两个方面来考查结构的反应。由于 X 方向输入地震波的幅值较大,且扭转效应较大,因此考查的均是沿结构 X 向的反应。

3.1 层间位移角、层间扭转角、楼层侧移

在 4 条地震波输入(峰值加速度为 4 m/s^2)下,结构各层的最大层间位移角、最大层间扭转角及结构顶点侧移见表 3;结构各层左右两端最大层间位移与最大层间位移平均值的比值见表 4;结构各层左右两端的层间位移角、层间扭转角见图 2 和图 3。

表 3 罕遇地震输入下结构的最大层间位移角、最大层间扭转角与顶点最大侧移

输入的地震动记录	USA00641	USA00707	IND00364	ACC5	平均值	最大值
结构左端最大层间位移角	1/156(二)	1/123(二)	1/163(二)	1/163(二)	1/149	1/123
结构右端最大层间位移角	1/108(二)	1/91(二)	1/118(二)	1/90(二)	1/100	1/90
结构最大层间扭转角/rad	0.00104(二)	0.00131(二)	0.00133(二)	0.00159(二)	0.00132	0.00159
结构顶点最大侧移/mm	101.3	124.0	100.6	106.7	108.2	124.0
最大侧移/结构总高度	1/178	1/145	1/179	1/169	1/166	1/145

注：“()”中的数字表示最大层间位移角发生的楼层。

表 4 罕遇地震输入下结构各层最大层间位移与该层两端层间位移平均值之比

层数	USA00641	USA02581	IND00364	ACC10
第 1 层	1.15	1.13	1.05	1.32
第 2 层	1.18	1.15	1.15	1.29
第 3 层	1.19	1.19	1.22	1.28
第 4 层	1.23	1.27	1.24	1.30
第 5 层	1.09	1.16	1.09	1.20
第 6 层	1.09	1.16	1.03	1.15

从表 3~4、图 2~3 可以看出：

1) 在 4 条波输入下，结构各层的左右两端的层间位移不同，结构右端明显要比左端大。

2) 在 4 条波输入下，结构层间最大扭转角最大值为 0.00159 rad(相当于结构底层左右两端同一时刻的位移差最大为 28.62 mm)，表明楼层的扭转已经很

明显了。

3) 结构各层最大层间位移与该层两端层间位移平均值之比一般以第四层最大，在 4 条波的输入下最大值为 1.30。

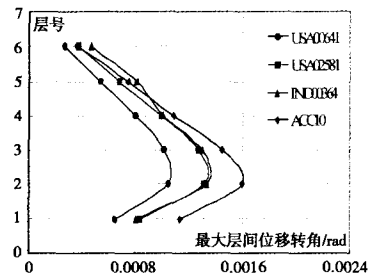


图 2 结构各层的最大层间扭转角

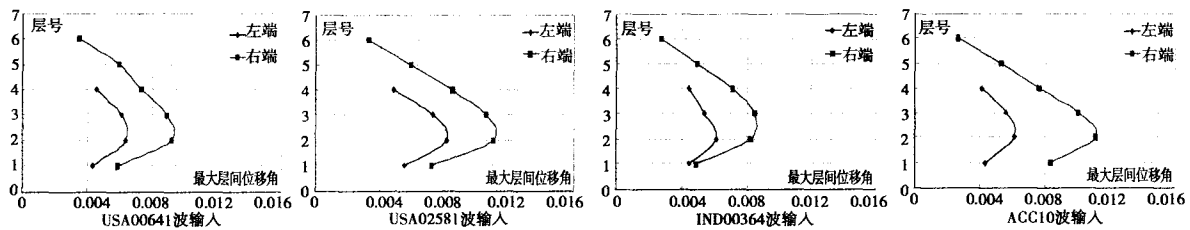


图 3 罕遇地震输入下结构各层的最大层间位移角

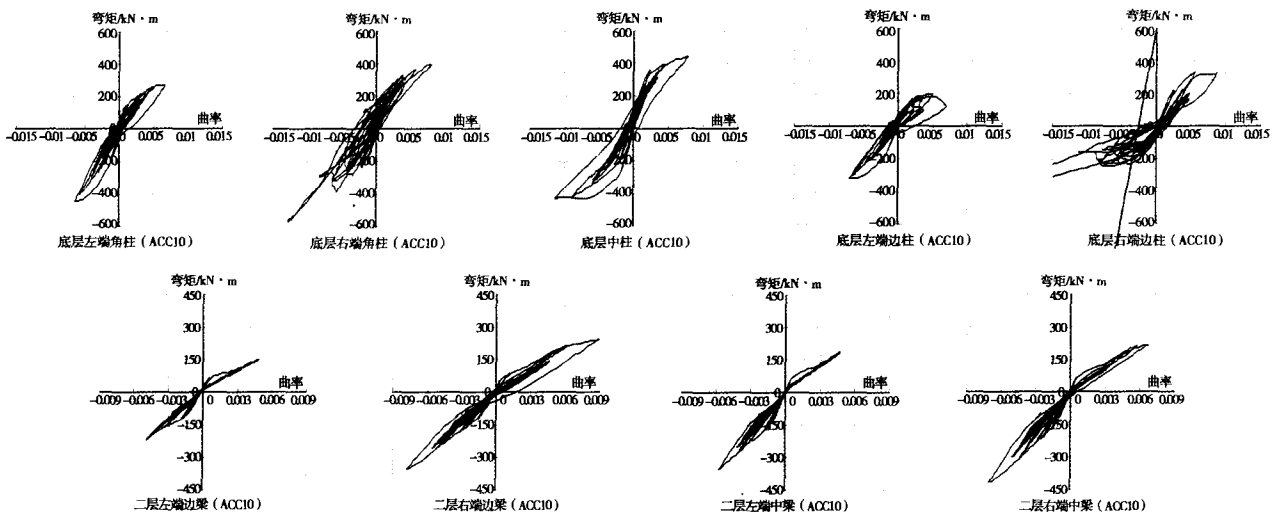


图 4 罕遇地震输入下结构梁柱的弯矩-曲率关系

3.2 梁柱截面的弯矩-曲率关系

由于结构左右两端的柱、梁反应不相同，因此分别选取结构左右两端的柱及梁来考察。在 4 条地震波输入(峰值加速度为 4 m/s²)下，结构左右两端的底层柱

底和二层梁端的截面弯矩-曲率关系如图 4 所示(仅给出 ACC10 波输入下的弯矩-曲率关系曲线)。从图 4 中可以看出：结构右端中梁、边梁已经有较明显的屈服现象，但屈服程度并不深，左端中梁、边梁则看不

到明显的屈服;所有底层柱都已经有了较为明显的屈服,屈服的程度比梁要深得多。

3.3 梁柱截面的纤维应变

在4条地震波(峰值加速度为 4 m/s^2)输入下,结构梁柱纤维最大应变如表5。结果表明:

1)对混凝土的最大压应变,结构右端均大于左端。边梁梁端截面为0.00238,中梁梁端截面为0.00256,距0.004的混凝土极限压应变还有一定的距离;角柱下端为0.00324,边柱下端为0.00426,中柱下端为

0.00426,均比梁的大很多,角柱距极限压应变还有一定的距离,但边柱、中柱已经超过了极限压应变。

2)对钢筋的最大拉应变,结构右端的梁均大于左端的梁,结构右端的柱均小于左端的柱。边梁梁端截面为0.00308,中梁梁端截面为0.00267,分别达到了1.6倍、1.4倍的钢筋屈服应变;角柱下端为0.00585,边柱下端为0.00477,中柱下端为0.00441,均比梁的要大很多,分别达到了3.0倍、2.5倍和2.3倍的钢筋屈服应变。

表5 罕遇地震输入下梁柱纤维最大应变

考察纤维位置		USA00641	USA02581	IND00364	ACC10	最大值
柱混凝土 最大压应变	左端角柱下端	-0.00161 ^[1]	-0.00149 ^[1]	-0.00181 ^[1]	-0.00249 ^[1]	-0.00249
	右端角柱下端	-0.00270 ^[1]	-0.00177 ^[1]	-0.00190 ^[1]	-0.00324 ^[1]	-0.00324
	中柱下端	-0.00426 ^[1]	-0.00346 ^[1]	-0.00303 ^[1]	-0.00386 ^[1]	-0.00426
	左端边柱下端	-0.00181 ^[1]	-0.00191 ^[1]	-0.00207 ^[1]	-0.00311 ^[1]	-0.00311
	右端边柱下端	-0.00382 ^[1]	-0.00426 ^[1]	-0.00282 ^[1]	-0.00409 ^[1]	-0.00426
	左端角柱下端	0.00448 ^[1]	0.00421 ^[1]	0.00321 ^[1]	0.00585 ^[1]	0.00585
柱钢筋最 大拉应变	右端角柱下端	0.00441 ^[1]	0.00454 ^[1]	0.00370 ^[1]	0.00426 ^[1]	0.00454
	中柱下端	0.00349 ^[1]	0.00327 ^[1]	0.00255 ^[1]	0.00441 ^[1]	0.00441
	左端边柱下端	0.00477 ^[1]	0.00318 ^[1]	0.00345 ^[1]	0.00407 ^[1]	0.00477
	右端边柱下端	0.00266 ^[1]	0.00246 ^[1]	0.00296 ^[1]	0.00241 ^[1]	0.00296
梁混凝土 最大压应变	左端边梁梁端	-0.00112 ^[2]	-0.00161 ^[2]	-0.00110 ^[2]	-0.00099 ^[2]	-0.00161
	右端边梁梁端	-0.00183 ^[2]	-0.00238 ^[2]	-0.00169 ^[2]	-0.00173 ^[2]	-0.00238
	左端中梁梁端	-0.00149 ^[2]	-0.00219 ^[2]	-0.00144 ^[2]	-0.00143 ^[2]	-0.00219
	右端中梁梁端	-0.00194 ^[2]	-0.00256 ^[2]	-0.00181 ^[2]	-0.00183 ^[2]	-0.00256
梁钢筋最 大拉应变	左端边梁梁端	0.00166 ^[2]	0.00169 ^[2]	0.00162 ^[1]	0.00163 ^[2]	0.00169
	右端边梁梁端	0.00246 ^[2]	0.00232 ^[2]	0.00212 ^[2]	0.00308 ^[2]	0.00308
	左端中梁梁端	0.00146 ^[2]	0.00225 ^[2]	0.00169 ^[2]	0.00167 ^[2]	0.00225
	右端中梁梁端	0.00206 ^[2]	0.00267 ^[2]	0.00201 ^[2]	0.00244 ^[2]	0.00267

注:“[]”中的数字表示最大应变发生的楼层。

3.4 梁柱出铰先后顺序

为了更好地评价结构是否能满足“强柱弱梁”的要求,给出在四条波下结构梁、柱出现塑性铰的时刻(以受拉钢筋刚达到屈服应变为出铰的时刻),如表6。结果表明,不同的地震波输入下,结构梁柱出铰顺序与时刻都不一样。总体看来,结构在罕遇地震作用下底层柱底全部出铰,而结构左端梁基本不出铰,结构右端梁全部出铰;且从出铰的先后顺序来看,柱铰出得较早、较多,梁铰出得较迟、较少,而且柱铰的转动远大于梁铰的转动,这样在大震下结构将主要依靠柱铰来进行消耗地震能量,结构的抗震性能较差。

表6 罕遇地震下8度区结构的出铰时刻/s

输入的地震波编号	USA00641	USA02581	IND00364	ACC10
底层左端角柱	6.18	7.94	4.20	6.78
底层右端角柱	6.48	8.42	3.60	6.84
底层中柱	7.46	8.42	13.86	6.84
底层左端边柱	6.22	6.02	8.20	6.82
底层右端边柱	8.70	8.52	9.86	11.48
二层左端边梁	不屈	不屈	不屈	不屈
二层右端边梁	6.86	8.48	8.76	6.94
二层左端中梁	不屈	8.44	不屈	不屈
二层右端中梁	7.52	8.44	8.76	6.94

4 结构抗震性能评价

在对不规则钢筋混凝土异形柱框架结构进行了非线性地震反应分析的基础上,参照相关规范、规程及文献对该结构的整体抗震性能评判结果如下:

1)按总体失效准则。对于“大震不倒”设防目标的评价,采用层间位移角允许值 $1/65$ 作为评价结构总体失效准则。在罕遇地震输入下,结构左右两端的最大层间位移角分别为 $1/123$ 、 $1/90$,均未超过 $1/65$ 。因此,认为8度区结构左右两端均能够满足“大震不倒”的要求。

2)按局部失效准则。在罕遇地震输入下,从构件截面的弯矩-曲率关系以及纤维的应变可以看到:结构左端梁中钢筋基本上没有屈服,右端梁中钢筋普遍屈服,但混凝土的压应变距极限压应变还有一定的距离,截面的弯矩-曲率滞回曲线有一定的屈服现象;结构底层柱中大部分钢筋都已屈服,混凝土最大压应变已超过了极限压应变,截面的弯矩-曲率滞回曲线出现了非常明显的屈服现象。从出铰顺序来看,结构除底层柱底以外二层柱也有少部分出铰,而且柱铰出得

较早、较多,梁铰出得较迟、较少,柱铰的转动远大于梁铰的转动,这样在大震下结构将主要依靠柱铰来进行消耗地震能量,结构的抗震性能较差。

综上所述,按现行规范及技术规程设计的设防烈度为 8 度、Ⅱ类场地、设计地震分组第一组的不规则钢筋混凝土异形柱框架结构,能够基本满足“大震不倒”的要求。

参考文献:

- [1] 刘军进,吕志涛,冯健,等. 9 层(带转换层)钢筋混凝土异形柱框架结构模型振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2002,23(1):21-26.
- [2] 李杰,肖建庄,陈建兵,等. 钢筋混凝土异型柱结构振动台

- 试验研究[J]. 土木工程学报,2002,35(3):7-12.
- [3] 黄雅捷,梁兴文,吴敏哲,等. 钢筋混凝土异形柱框架结构抗震试验与分析[J]. 建筑结构,2002,32(1):49-52.
- [4] GB50011-2001,建筑抗震设计规范[S].
- [5] JGJ149-2006,混凝土异形柱结构技术规程[S].
- [6] 陈滔. 基于有限单元柔度法的钢筋混凝土框架结构三维非弹性地震反应分析[D]. 重庆:重庆大学,2003.
- [7] 唐剑. 钢筋混凝土异形柱框架结构非线性地震反应分析研究[D]. 重庆:重庆大学,2005.
- [8] 杨溥,李英民,赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J]. 土木工程学报,2000,33(6):33-37.

(编辑 王秀玲)

(上接第 48 页)

- [5] 邵晓健. 不同强度混凝土梁柱节点的抗震性能[D]. 上海:同济大学,2002.
- [6] 林仙尔. 不同强度混凝土梁板柱节点的抗震性能研究[D]. 上海:同济大学,2002.
- [7] 徐斌,程懋堃,张美励,等. 核心区混凝土强度低于柱的框架节点受力性能试验研究[C]. 第十届高层建筑抗震技术交流会议论文集. 广州,2005.
- [8] GB50010-2002,混凝土结构设计规范[S].

- [9] 刘建伟. 按梁浇注的钢筋混凝土框架节点破坏机理及抗震性能分析[D]. 重庆:重庆大学,2006.
- [10] 郑清. 采用梁混凝土浇筑的框架节点在低周交变荷载作用下的试验研究与分析[D]. 重庆:重庆大学,2006.
- [11] 林书伏. 基于非线性动力分析的框筒结构抗震规定及节点抗剪设计方法的验证[D]. 重庆:重庆大学,2005.

(编辑 胡玲)

(上接第 74 页)

- [3] TIMOSHENKO S P, GRRE J M. Theory of Elastic Stability[M]. New York: Mc Graw-Hill, 1961.
- [4] DEMETER G. FERTIS. Nonlinear Mechanics 2nd ed[M]. CRC Press, 1999.
- [5] 谢贻权,何福保. 弹性和塑性力学中的有限单元法[M]. 北京:机械工业出版社,1981.
- [6] 项海帆,刘光栋. 拱结构的稳定与振动[M]. 北京:人民交通出版社,1991.
- [7] 李国豪. 桥梁稳定与振动[M]. 北京:中国铁道出版社,1996.

- [8] 刘毅,魏巍,王志军,等. 采用截面分层及弧长法的钢筋混凝土杆系结构非线性分析[J]. 重庆建筑大学学报,2000,(S0):151-157.
- [9] 徐伟良,潘立本. 钢框架弹塑性大位移分析的单元刚度矩阵[J]. 重庆建筑大学学报,1998,(4):28-34.
- [10] 楼顺天. MATLAB 程序设计语言[M]. 西安:西安电子科技大学出版社,1997.

(编辑 王秀玲)